

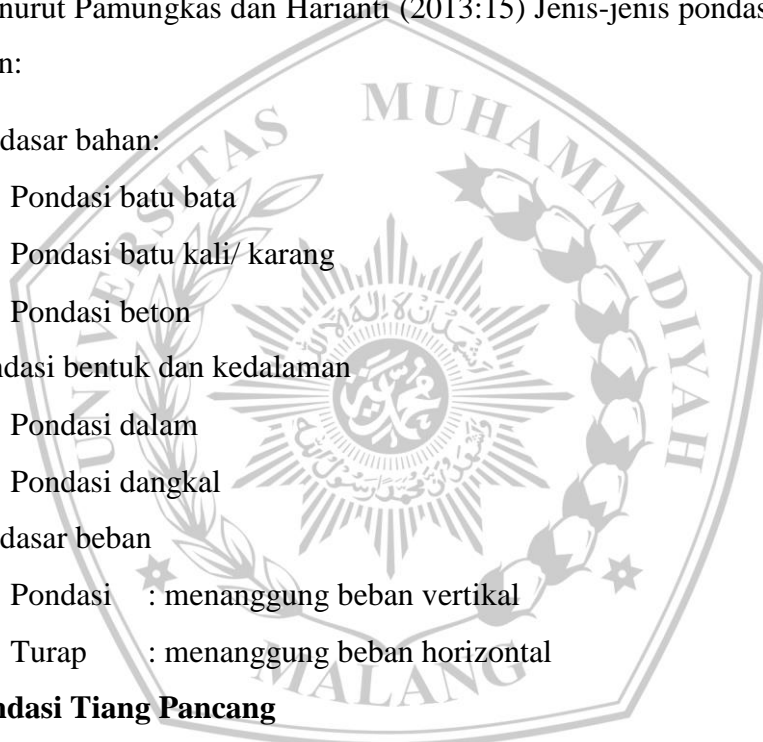
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pondasi adalah struktur bagian paling bawah dari suatu konstruksi (gedung, jembatan, jalan raya, tanggul, menara, terowongan, dinding penahan tanah, dan lain-lain) yang berfungsi menyalurkan beban vertical diatasnya (kolom) maupun beban horizontal ke tanah (Pamungkas dan Harianti, 2013:1).

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:15) Jenis-jenis pondasi dibedakan berdasarkan:

- 
- a. Berdasar bahan:
 - Pondasi batu bata
 - Pondasi batu kali/ karang
 - Pondasi beton
 - b. Pondasi bentuk dan kedalaman
 - Pondasi dalam
 - Pondasi dangkal
 - c. Berdasar beban
 - Pondasi : menanggung beban vertikal
 - Turap : menanggung beban horizontal

2.2. Pondasi Tiang Pancang

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak memiliki daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana memiliki daya dukung yang cukup namun letaknya sangat dalam. (Sardjono,1988:7)

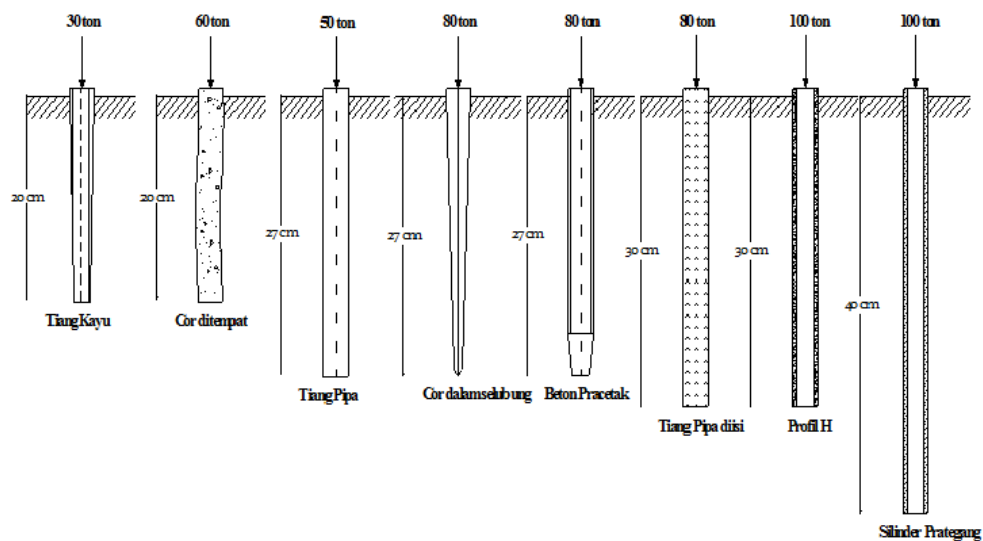
Pondasi tiang pancang berfungsi memindahkan atau mentransfer beban-beban konstruksi diatasnya (*super structure*) kelapisan tanah yang lebih dalam. Biasanya tiang pancang tertanam tegak lurus kedalam tanah, tetapi apabila

diperlukan untuk menahan gaya horizontal maka tiang pancang akan dipancangkan miring (*batter pile*). (Sardjono,1988:7)

Menurut Hardiyatmo (2010:76) pondasi tiang pancang dibagi menjadi 3 kategori, antara lain:

- 1) Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Pondasi tiang yang termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
- 2) Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*), adalah sama seperti tiang kategori pertama, hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya: tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja *H*, tiang baja bulat dengan ujung terbuka, tiang ulir.
- 3) Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang di dalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang tanpa perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang yang pengecorannya langsung di dalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton).

Menurut Hardiyatmo (2010: 77) klasifikasi tiang didasarkan pada metode pelaksanaannya, sebagai contoh yaitu tiang pancang (*driven pile*) adalah tiang dipasang dengan cara membuat bahan berbentuk bulat atau bujur sangkar memanjang yang dicetak lebih dulu dan kemudian di pancang atau di tekan ke dalam tanah. Panjang maksimum dan beban maksimum untuk berbagai macam tiang yang umum dipakai dalam praktek (Carson, 1965) dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1. Panjang dan beban maksimum untuk berbagai macam tipe tiang yang umum di pakai dalam praktek.

2.3. Pembebanan

Struktur bawah memikul beban-beban dari struktur atas sehingga struktur bawah tidak boleh gagal lebih dulu dari struktur atas. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati (DL), beban hidup (LL), beban gempa (E), beban angin (W), dan lain-lain (Pamungkas dan Harianti, 2013:3)

2.3.1. Kombinasi Dasar Pembebanan

Menurut SNI 1727 (2013:11), struktur, komponen, fondasi harus direncanakan sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi sebagai berikut.

1. $1,4D$.
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$.
3. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$.
4. $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$.
5. $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$.
6. $0,9D + 1,0W$.

$$7. \quad 0,9D + 1,0E.$$

Dimana:

Ak	= beban atau efek beban yang timbul dari kejadian luar biasa
D	= beban mati
Di	= berat es
E	= beban gempa
F	= beban akibat fluida dengan tekanan yang ditentukan dengan jelasan tinggi maksimum
Fa	= beban banjir
H	= beban akibat tekanan tanah lateral, tekanan air tanah, atau tekanan dari material dalam jumlah besar
L	= beban hidup
Lr	= beban hidup atap
R	= beban hujan
S	= beban salju
T	= beban peregangannya sendiri
W	= beban angin

2.3.2. Beban Mati (DL)

Beban mati ialah berat dari semua bagian dari suatu bangunan yang bersifat tetap, termasuk unsur – unsur tambahan, finishing, mesin – mesin yang bersifat tetap dan tidak dapat dipisahkan dari bangunan tersebut. (Pamungkas dan Harianti, 2013:4)

Dalam menentukan beban mati untuk perancangan, harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. (SNI-1727-2013:18)

2.3.3. Beban Hidup (LL)

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan didalamnya termasuk beban-beban plat lantai yang berasal dari barang dan perabotan yang dapat dipindah dan tidak bersifat permanen, kendaraan, dan barang – barang lainnya sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap gedung tersebut. (Pamungkas dan Harianti, 2013:4)

Selain beban hidup adapula beban yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan bangunan atau struktur lain yaitu beban hidup atap. Menurut SNI-1727 (2013:18), beban hidup atap adalah beban hidup pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan, dan material, dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

Semua beban hidup yang memungkinkan dalam proses konstruksi perlu dipertimbangkan untuk memperoleh hasil perhitungan yang maksimal. Beban-beban yang perlu diketahui beratnya, harus berdasarkan aturan-aturan yang berlaku seperti disebutkan pada Tabel 2.1, atau dengan pertimbangan pihak-pihak yang berwenang. Hal ini perlu dianalisa mendalam, agar dicapai nilai perhitungan yang aman dalam perencanaan.

Tabel 2.1 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum.

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb(kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2.4)	2000 (8.9)
Ruang computer	100 (4.79)	2000 (8.9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7.18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4.79) <i>a</i>	
Lobi	100 (4.79) <i>a</i>	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4.79) <i>a</i>	
Panggung pertemuan	100 (4.79) <i>a</i>	
Lantai podium	100 (4.79) <i>a</i>	

Tabel 2.1 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb(kN)
Balkon dan dek	1.5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4.79)	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1.92)	300 (1.33)
Koridor Lantai pertama Lantai lain	100 (4.79) Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4.79) _a	
Ruang mesin elevator [pada daerah 2 in.x 2 in.(50 mm x 50 mm)]		300 (1.33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan [pada		200 (0.89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4.79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1.92)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/Parkir Mobil penumpang saja Truk dan bus	40 (1.92) _{a,b,c}	
Susunan tangga, rel pengaman dan batang pegangan	Lihat pasal 4.5	
Helipad	60 (2.87) _{de} tidak boleh direduksi	<i>e,f,g</i>
Rumah sakit: Ruang operasi, laboratorium Ruang pasien Koridor diatas lantai pertama	60 (2.87) 40 (1.92) 80 (3.83)	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan Ruang baca Ruang penyimpanan Koridor di atas lantai pertama	60 (2.87) 150 (7.18) <i>a,h</i> 80 (3.83)	1000 (4.45) 1000 (4.45) 1000 (4.45)
Pabrik Ringan Berat	125 (6.00) <i>a</i> 250 (11.97) <i>a</i>	2000 (8.90) 3000 (13.40)
Gedung perkantoran: Ruang arsip dan computer harus diancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian Lobi dan koridor lantai Kantor Koridor di atas lantai pertama	100 (4.79) 50 (2.40) 80 (3.83)	2000 (8.90) 2000 (8.90) 2000 (8.90)
Lembaga hokum Blok sel Koridor	40 (1.92) 100 (4.79)	

Tabel 2.1 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb(kN)
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, Kolam renang, dan penggunaan yang sama	75 (3.59) <i>a</i>	
Bangsas dansa dan Ruang dansa	100 (4.79) <i>a</i>	
Gimnasium	100 (4.79) <i>a</i>	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4.79) <i>a,k</i>	
Stadium dan tribun/arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2.87) <i>a,k</i>	
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0.48) <i>l</i>	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0.96) <i>m</i>	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1.44)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1.92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	40 (1.92)	
Ruang public dan koridor yang melayani mereka	100 (4.79)	
Atap		
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0.96) <i>n</i>	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4.79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani <i>a</i>	<i>l</i>
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0.24) tidak boleh direduksi	
Rangka tumpu layar penutup	5 (0.24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributary dari atap yang ditumpu oleh rangka	
Semua konstruksi lainnya	20 (0.96)	2000 (8.9)
Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai		
Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap		300 (1.33)
atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap		
Semua komponen struktur atap utama lainnya		300 (1.33)
Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan		300 (1.33)

Tabel 2.1 (Lanjutan)

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb(kN)
Sekolah		
Ruang Kelas	40 (1.92)	1000 (4.5)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3.83)	1000 (4.5)
Koridor lantai pertama	100 (4.79)	1000 (4.5)
Bak-bak/scuttles, rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses	200 (0.89)	
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan, dan lahan/ jalan untuk truk-truk	250 (11.97) <i>a,p</i>	8000 (35.6) <i>q</i>
Tangga dan jalan keluar	100 (4.79)	300 <i>r</i>
Rumah tinggal untuk satu dan dua keluarga saja	40 (1.92)	300 <i>r</i>
Gudang diatas langit-langit	20 (0.96)	
Gudang penyimpan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		
Ringan	125 (6.00) <i>a</i>	
Berat	250 (11.97) <i>a</i>	
Toko Eceran		
Lantai pertama	100 (4.79)	1000 (4.45)
Lantai diatasnya	75 (3.59)	1000 (4.45)
Grosir, disemua lantai	125 (6.00) <i>a</i>	1000 (4.45)
Penghalang kendaraan	Lihat Pasal 4.5	
Susunan jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2.87)	
Pekarangan dan jalan, jalur pejalan kaki	100 (4.79) <i>a</i>	

(SNI-1727-2013:25)

2.3.4. Beban Gempa (E)

Beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah dibawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang dan menjadi beban horizontal terhadap struktur atas kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana (Pamungkas, 2013:4).

Perhitungan beban gempa berdasarkan tata cara SNI-1726-2012 adalah sebagai berikut:

2.3.4.1. Kategori resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa (Ie)

Faktor resiko bangunan dan faktor keutamaan gempa dipengaruhi oleh fungsi suatu bangunan. Adapun kategori resiko berdasar fungsi bangunan dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan faktor keutamaan gempa berdasarkan kategori resiko dapat dilihat pada Tabel 2.3.

Tabel 2.2 Kategori resiko bangunan gedung & non-gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung & non-gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua struktur & struktur lain, kecuali yang termasuk kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan; rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

(SNI-1726-2012:14)

Tabel 2.3 Faktor keutamaan gempa (Ie)

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa Ie
I dan II	1.00
III	1.25
IV	1.50

(SNI-1726-2012:15)

2.3.4.2. Klasifikasi situs

Tipe kelas situs harus dihitung dan ditentukan sesuai dengan definisi pada Tabel 2.4.

Tabel 2.4 Klasifikasi situs

Kelas situs	vs(m/det)	\bar{N} atau \bar{N}_{ek}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 – 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 – 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 – 350	15 - 50	50 - 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
Atau setiap profil tanah mengandung 3m tanah dengan karakteristik berikut			
1. Index plastisitas, $PI > 20$			
2. Kadar air, $w \geq 40\%$			
3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa			
SF (tanah khusus, membutuhkan investigasi geoteknik dan analisis respon spesifik-situs)	setiap profil tanah mengandung satu atau lebih karakteristik berikut		
	- rawan dan berpotensi runtuh akibat beban gempa		
	- lempung sangat organik & gambut (tebal $H > 3$)		
	- lempung berplastisitas tinggi (tebal $H > 7.5$ Index plastisitas $PI > 75$)		
	Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ dengan $S_u < 50$ kPa		

(SNI-1726-2012:17)

Klasifikasi situs pada Tabel 2.4 berlaku untuk tanah kedalaman 30 meter dari permukaan tanah. Profil tanah yang mengandung beberapa jenis lapisan tanah, harus dibagi kedalam beberapa lapisan yang diberi angka 1 hingga n . Dimana n adalah jumlah lapisan tanah hingga kedalaman 30 meter. Lapisan tanah n dapat berupa tanah kohesif dan tanah non-kohesif, k adalah jumlah lapisan tanah kohesif dan m adalah jumlah lapisan tanah non-kohesif. Sedangkan i adalah lapisan tanah diantara lapisan tanah 1 hingga n .

2.3.4.3. Kecepatan Geser Gelombang Rata-Rata

Menurut SNI 1726 (2012:19), kecepatan geser gelombang rata-rata, harus ditentukan sesuai dengan rumus di bawah ini.

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (2.1)$$

Dimana:

d_i = Tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

v_{si} = Kecepatan gelombang geser lapisan i (m/detik).

$\sum_{i=1}^n d_i = 30$ meter

2.3.4.4. Tahanan Penetrasi Standar Lapangan

Menurut SNI 1726 (2012:20) untuk lapisan tanah kohesif, lapisan batu, dan lapisan tanah non-kohesif, nilai N ditentukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.2)$$

Dimana:

d_i = Tebal tiap lapisan tanah antara kedalaman 0 – 30 m

N_i = Nilai tahanan penetrasi standar 60 % energi (N_{60})

Sedangkan untuk nilai N_{ch} dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.3)$$

Dimana:

d_s = Ketebalan total dari tanah non kohesif antara kedalaman 0 sampai 30 meter

d_i = Tebal tiap lapisan tanah antara kedalaman 0 – 30 m

N_{ch} = Nilai tahanan penetrasi standar situs

2.3.4.5. Kuat Geser Niralir Rata-rata

Menurut SNI 1726 (2012:20), nilai kuat geser niralir rata-rata, S_u harus ditentukan dengan persamaan sebagai berikut.

$$\overline{S_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} \quad (2.4)$$

Dimana:

d_c = Ketebalan total lapisan tanah kohesif di atas 30 meter

d_i = Tebal tiap lapisan tanah antara kedalaman 0 – 30 m

S_{ui} = Kuat geser niralir (kPa)

3. Parameter percepatan gempa dan percepatan gempa desain

Parameter spectrum percepatan gempa periode 1 detik dan periode pendek (S_{M1} dan S_{MS}) dan percepatan gempa desain periode 1 detik dan periode pendek (S_1 dan S_S) dapat diperoleh dari aplikasi Desain Spektra Indonesia yaitu dengan mengunjungi halaman (puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011) atau dihitung dengan menggunakan rumus yang ada pada SNI-1726-2012:21 sebagai berikut:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (S_S = \text{Percepatan gempa periode pendek}) \quad (2.5)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (S_1 = \text{Percepatan gempa periode 1 detik}) \quad (2.6)$$

Dimana:

S_S = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0.2 detik di batuan dasar (SB) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (SB) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010

F_a = Koefisien perioda pendek

F_v = Koefisien perioda 1.0 detik

Untuk menghitung parameter spectrum percepatan gempa periode 1 detik dan periode pendek (S_{M1} dan S_{MS}) dibutuhkan faktor amplifikasi getaran periode waktu pendek (F_a) dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan faktor amplifikasi getaran periode waktu 1 detik (F_v) dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.5 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 0,2 detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,00$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS_b				

(SNI-1726-2012:22)

Tabel 2.6 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS_b				

(SNI-1726-2012:22)

2.3.4.6. Kategori desain seismik

Untuk nilai kategori desain seismik berdasar parameter respon percepatan periode pendek dan periode 1 detik didapatkan berdasarkan parameter percepatan spektral desain dan kategori resiko yang ada pada Tabel 2.7 dan Tabel 2.8.

Tabel 2.7 Kategori desain seismik berdasar parameter respon percepatan pendek

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,67 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(SNI-1726-2012:24)

Tabel 2.8 Kategori desain seismik berdasar parameter respon percepatan 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,67 \leq S_{D1} < 0,33$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(SNI-1726-2012:25)

2.3.4.7. Pariode fundanmental pendekatan (T_a)

Berdasar SNI-1726 (2012:56), sebagai alternatif diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan T_a , dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat

$$T_a = 0.1 N \quad (N = \text{jumlah tingkat bangunan}) \quad (2.7)$$

2.3.4.8. R, Cd, dan Ω_o

Berdasar SNI-1726 (2012:34), sistem penahan gaya gempa berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang digunakan berbeda, masing-masing nilai R, Cd, dan Ω_o .

2.3.4.9. Koefisien respon seismic

Berdasar SNI-1726 (2012:54), koefisien respon seismic (C_s) harus ditentukan dengan persamaan

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \quad (2.8)$$

Dimana:

S_{DS} = Parameter perepatan spectrum periode pendek

R = Faktor modifikasi respon (tabel 9 SNI-1726-2012:34)

I_e = Faktor keutamaan gempa

2.3.4.10. Berat seismik bangunan

Berat seismik bangunan (W) meliputi beban plat, atap, kolom, balok, dinding dan aksesoris bangunan berdasar berat jenis dan beban satuan dihitung tiap lantainya dihitung berdasarkan SNI-1726 (2012:52) pasal 7.2.2.

2.3.4.11. Gaya dasar seismik

Berdasar SNI-1726 (2012:54), gaya dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.9)$$

Dimana

C_s = Koefisien respon seismic

W = Berat seismik bangunan (SNI-1726-2012:54)

2.3.4.12. Distribusi gempa

Berdasar SNI-1726 (2012:57), gaya gempa lateral (F_x) yang pada setiap tingkat sepanjang tinggi bangunan ditentukan dari persamaan berikut

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2.10)$$

Dengan

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (2.11)$$

Dimana

C_{vx} = faktor distribusi vertical

V = gaya lateral desain total atau geser didasar struktur

W_i dan W_x = berat seismik total (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = tinggi dari dasar bangunan sampai tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait perioda struktur

- perioda ≤ 0.5 detik, $k = 1$
- perioda ≥ 2.5 detik, $k = 2$
- perioda 0.5-2.5 detik, $k = \text{interpolasi}$

2.3.5. Beban Angin (W)

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih tekanan udara. (Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung No. 3 Tahun 1983)

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (hisapan) yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam kg/m^2 , ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup. (Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung No. 3 Tahun 1983)

2.4. Analisa Struktur

Perhitungan pembebanan vertikal dan horizontal meliputi beban mati (DL), beban hidup (LL), beban gempa (E) dan beban angin (W) dihitung menggunakan bantuan STAADpro dan dimasukkan kombinasi beban.

2.5. Perencanaan Tiang Pancang

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:41) dalam merencanakan pondasi tiang pancang ada beberapa tinjauan yang harus diperhatikan, langkah-langkah yang harus diperhatikan antara lain:

- Menentukan daya dukung vertikal
- Menentukan jumlah kebutuhan tiang

- Cek efisiensi dalam kelompok tiang
- Menentukan daya dukung ijin tiang
- Menentukan daya dukung horizontal tiang
- Mengecek defleksi akibat gaya horizontal
- Menentukan penurunan (*settlement*)

2.5.1. Daya Dukung Tiang Pondasi

Peninjauan daya dukung ijin tiang berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik, maka dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material itu sendiri (Pamungkas dan Harianti, 2013:42).

2.5.1.1. Daya Dukung Ijin Tiang Berdasar N-SPT

Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang. Perkiraan satuan unit daya dukung terpusat q_d diperoleh dari hubungan antara L/D pada Gambar 2.2 dan q_d/D . L adalah panjang ekuivalen penetrasi pada lapisan pendukung dan diperoleh dari Gambar 2.2, D adalah diameter tiang, \bar{N} adalah harga rata-rata N pada ujung tiang, yang didasarkan pada persamaan berikut (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005: 100).

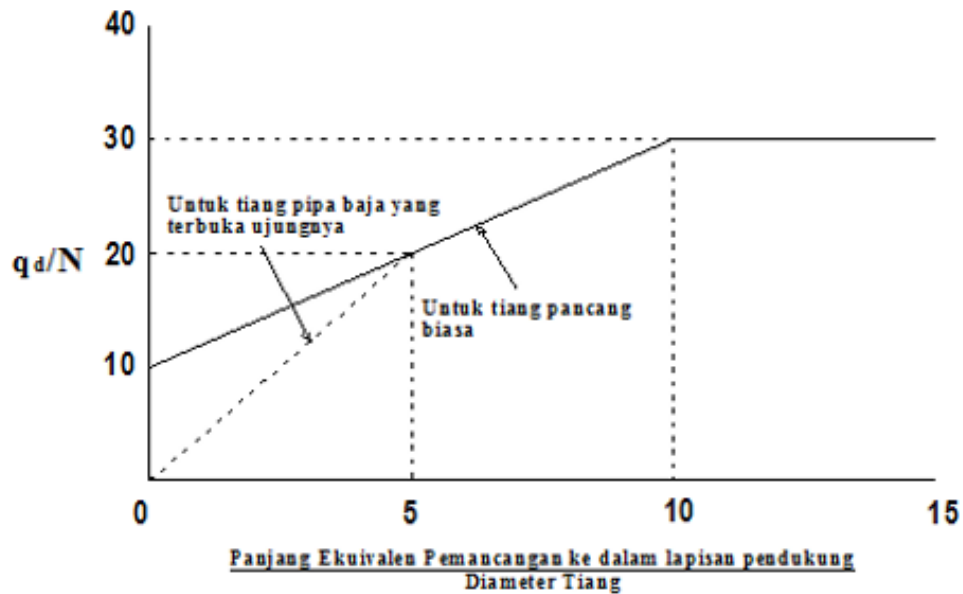
$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (2.12)$$

Dimana:

\bar{N} = Harga N untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang.

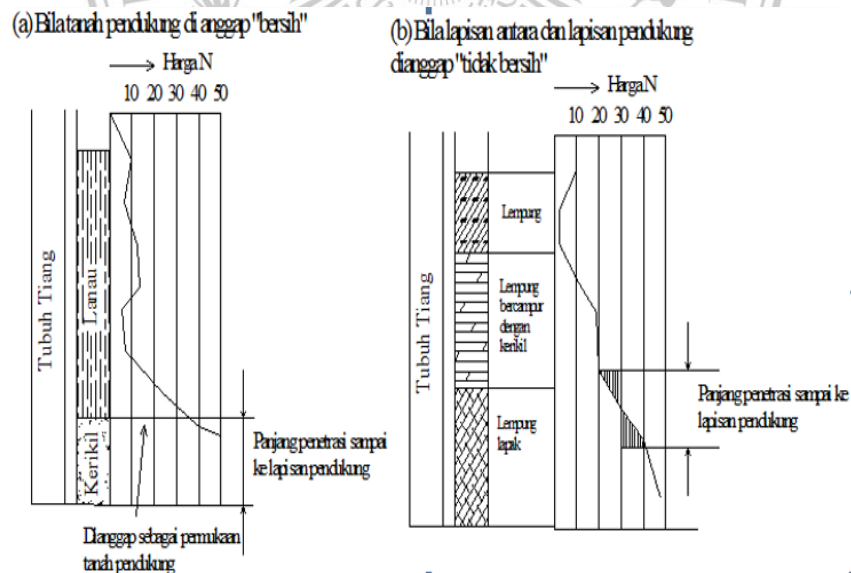
N_1 = Harga N pada ujung tiang.

N_2 = Harga rata-rata N pada jarak $4D$ dari ujung tiang.



Gambar 2.2 Diagram perhitungan dari intensitas daya dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang

Untuk menentukan panjang ekuivalen pemancangan ke dalam lapisan pendukung dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3 panjang ekuivalen penetrasi sampai ke lapisan pendukung

Harga N rencana diperoleh dengan cara yang sama seperti Gambar 2.3 (b).

Jarak dari titik dimana sebagai daerahnya sesuai dengan diagram distribusi harga N

dari tanah pondasi dan garis N (bagian yang diarsir pada gambar) adalah sama untuk ujung tiang dan dianggap sebagai panjang penetrasi.

Tabel 2.9 Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang

	Tiang Pracetak Ton/m ²	Tiang yang dicor ditempat Ton/m ²
Tanah berpasir	N/5 (≤ 10)	N/2 (≤ 12)
Tanah kohesif	C atau N (≤ 12)	C/2 atau N/2 (≤ 12)

(Sosrodarsono dan Nakazawa, 2005: 102)

Gaya geser maksimum dinding tiang dengan harga rata-rata N bagi lapisan-lapisan tanah didapat dari Gambar 2.3 dan F_i yang sesuai dengan harga rata-rata N dapat diperoleh dengan melihat Tabel 2.9. Selanjutnya daya dukung ultimate tiang dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$R_u = q_d \times A + U \sum (l_i \times F_i) \quad (2.13)$$

Daya dukung yang diijinkan pada waktu normal:

$$R_a = \frac{R_u}{n}; \text{ dengan } n: \text{ faktor aman} = 3 \quad (2.14)$$

Menurut Hardiyatmo (2010: 184) kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Meyerhof (1956) mengusulkan persamaan untuk menghitung tahanan ujung tiang:

$$Q_b = A_b (38 \bar{N}) (L_b/d) \leq 380 \bar{N} A_b \quad (2.15)$$

Dengan \bar{N} adalah nilai N rata-rata yang dihitung dari 8d di atas dasar tiang sampai 4d di bawah dasar tiang, sedang L_b/d adalah rasio kedalaman yang nilainya dapat kurang dari L/d bila tanahnya berlapis-lapis. (Hardiyatmo, 2010:184)

2.5.1.2. Daya Dukung Ijin Tiang Berdasar Data Sondir CPT

Menurut Hardiyatmo (2010: 164) kapasitas dukung tiang dapat diperoleh dari data uji kerucut statis (CPT) atau sondir. Tahanan ujung yang termobilisasi pada tiang pancang harus setara dengan tahanan ujung saat uji penetrasi. Tetapi, pengaruh skala dan perbedaan kecepatan pembebanan menyebabkan perbedaan signifikan pada nilai tahanan ujung tiang. Fleming et al. (2009) menyarankan untuk

tiang pancang yang ujungnya tertutup maka tahanan ujung satuan tiang sama dengan tahanan konus (q_c), namun untuk tiang pancang yang ujungnya terbuka atau tiang bor, tahanan ujung satuan tiang yang diambil 70%-nya.

Jika kita memancang tiang sampai ke tanah keras melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang disini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun *clef* (*friction pile*) (Sardjono, 1991: 45).

Daya dukung terhadap kekuatan tanah sebagai berikut:

$$Q \text{ tiang} = \frac{A \text{ tiang} \times P}{3} + \frac{O \times l \times c}{5} \quad (2.16)$$

Dimana

$Q \text{ tiang}$ = daya dukung keseimbangan tiang (kg).

$A \text{ tiang}$ = luas tiang (m^2).

P = nilai konus dari hasil sondir (kg/cm^2).

O = keliling tiang pancang (m).

l = panjang tiang yang berada dalam tanah (cm).

c = harga *cleef* rata-rata (kg/cm^2).

2.5.2. Jumlah Tiang yang Dibutuhkan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas dan Harianti, 2013:54).

$$n_p = \frac{P}{P_{All}} \quad (2.17)$$

Dimana:

n_p = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

P_{all} = daya dukung ijin tiang

2.5.3. Tiang Pancang Kelompok (*Pile Group*)

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali kita dapat tiang pancang yang berdiri sendiri (*single pile*) seperti keadaan di atas, akan tetapi kita sering mendapat pondasi tiang pancang kelompok (*pile group*). Di atas *pile group* biasanya kita letakkan suatu konstruksi poer (*footing*) yang mempersatukan kelompok tiang tersebut. (Sardjono, 1991:55)

Dalam perhitungan-perhitungan poer dianggap/dibuat kaku sempurna sehingga:

- Bila beban-beban yang bekerja pada kelompok tiang tersebut menimbulkan penurunan maka setelah penurunan bidang poer tetap akan merupakan bidang datar.
- Gaya-gaya yang bekerja pada tiang berbanding lurus dengan penurunan tiang-tiang tersebut. (Sardjono, 1991:55)

Menurut Hardiyatmo (2010: 212) kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat, namun dibawahnya terdapat lapisan lunak. Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu:

1. Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
2. Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Jika tiang-tiang dipancang pada lapisan yang agak kuat tapi dapat mampat (misalnya lempung kaku), atau dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat (misalnya pasir padat), tetapi lapisan tersebut berada di atas lapisan tanah lunak, maka kapasitas kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah kapasitas masing-masing tiang. Hal ini karena kapasitas dukung ijin pondasi tiang akan dibatasi oleh penurunan toleransi. (Hardiyatmo 2010: 212)

Menurut Hardiyatmo (2010: 212) kapasitas dukung kelompok tiang dinyatakan dengan persamaan (Terzaghi dan Peck, 1948):

$$Q_g = 2D(B + L)c + 1,3 c_b N_c BL \quad (2.18)$$

Dimana:

- Q_g = kapasitas ultimit kelompok, nilainya harus tidak melampaui nQ_u
(dengan n = jumlah tiang dalam kelompoknya) (KN)
 c = kosehi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m^2)
 C_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)
 B = lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)
 L = panjang kelompok tiang (m)
 D = kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)
 N_c = faktor kapasitas dukung

2.5.4. Jarak antara Tiang Pancang Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2010: 281) umumnya tiang-tiang jarang dipasang pada kedudukan yang benar-benar lurus dan tepat pada titik lokasi yang telah ditentukan. Meskipun tiang dipasang pada titik yang benar-benar tepat, kadang-kadang masih terdapat momen lentur kolom yang harus ditahan oleh kepala tiang. Karena itu, disarankan agar paling sedikit menggunakan tiga tiang untuk pondasi kolom utama dan dua tiang untuk pondasi dinding memanjang.

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan: (Sardjono, 1991:56)

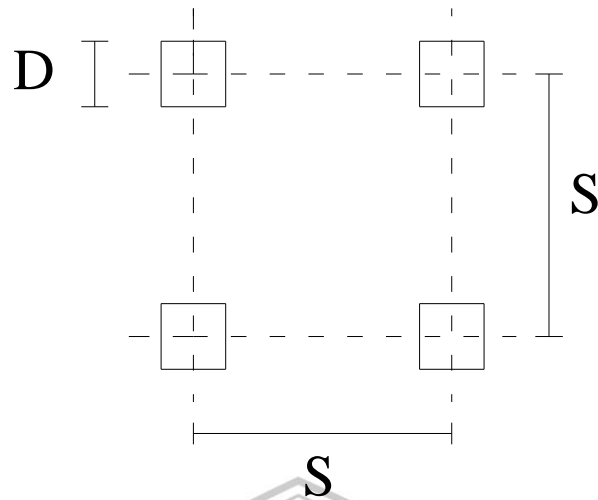
$$S \geq 2,5D \quad (2.19)$$

$$S \geq 3D \quad (2.20)$$

Dimana :

- S = jarak masing – masing tiang dalam kelompok (*spacing*).
 D = diameter tiang.

Untuk posisi perletakan tiang pondasi dalam pengaplikasian dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Jarak Pusat ke Pusat Tiang.

Jarak antar tiang dihitung dari jarak antara pusat atau tengah tiang. Biasanya disyaratkan pula jarak antara dua tiang dalam kelompok tiang dengan jarak minimum sebesar 0,60 m dan jarak maximum sebesar 2,00 m.

2.5.5. Efisiensi Tiang Kelompok

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:55) berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* perhitungan efisiensi kelompok tiang adalah sebagai berikut

$$Eq = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.21)$$

Dimana:

Eg = efisiensi kelompok tiang

θ = $\arctg (D/s)$ (derajat)

D = Ukuran penampang tiang

S = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam 1 kolom

n = jumlah tiang dalam 1 baris

Daya dukung vertikal kelompok tiang = $E_g \times \text{jumlah pile} \times \text{daya dukung ijin tiang}$

Dimana daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari gaya aksial yang terjadi.

2.5.6. Beban Maksimum Pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu kelompok tiang (Gambar 2.2), tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu, tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke pile cap dan kelompok tiang berdasarkan elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau terdeformasi. Untuk mencari beban maksimum dan minimum yang bekerja pada kelompok tiang tersebut dapat dilihat melalui persamaan berikut (Pamungkas dan Harianti, 2013:57).

$$P \frac{\text{MAX}}{\text{MIN}} = \frac{P_u}{N_p} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{max}}}{N_y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot X_{\text{may}}}{N_y \cdot \sum y^2} \quad (2.22)$$

Dimana:

P_{max} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh

$\sum x^2$ = jumlah kuadrat X

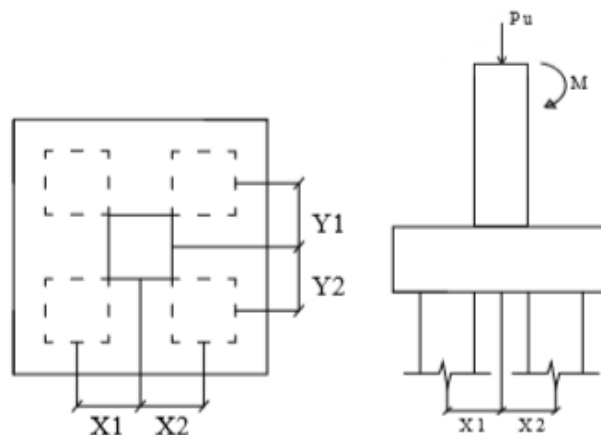
$\sum y^2$ = jumlah kuadrat Y

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak iang dalam satu baris arah sumbu y

n_p = jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka pile cap mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang bernilai terjadi negatif, maka pile cap mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan atau tarik (Pamungkas, 2013:58). Posisi beban yang bekerja pada pilecap dapat dilihat pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Beban yang Bekerja Pada Pile Cap

2.5.7. Daya Dukung Horizontal

Menurut Sardjono (1991: 24) tiang yang diperhitungkan akan menerima gaya horisontal hendaknya direncanakan sehingga baik tegangan-tegangan maupun perpindahan-perpindahan ujung atas tiang (kepala tiang) tidak akan melebihi ketentuan-ketentuan yang diijinkan.

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:60) dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (*pile cap*). Karena itu, tiang dibedakan menjadi 2 yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

Pamungkas mengutip dari McNulty (1965) mendefinisikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada pile cap paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).

Pada tanah kohesif dan ujung terjepit

- Untuk tiang pendek

Daya dukung horizontal:

$$H_u = 9 c_u D(L_p - 3D/2) \quad (2.23)$$

$$M_{\max} = H_u (L_p/2 + 3D/2) \quad (2.24)$$

- Untuk tiang sedang

$$M_y = (9/4) c_u D g^2 - 9 c_u D f (3D/2 + f/2) \quad (2.25)$$

H_u dihitung dengan mengambil $L_p = 3D/2 + f + g$

Dimana:

c_u = undrained strength

D = diameter tiang

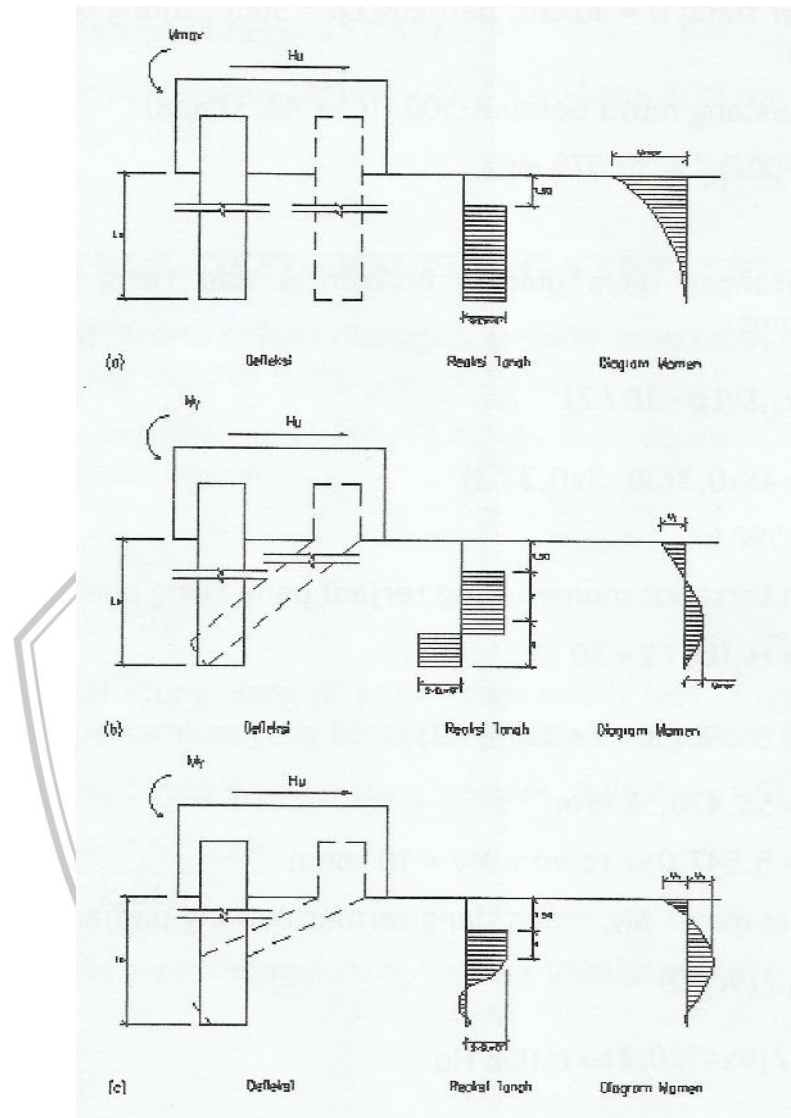
L_p = panjang tiang yang tertanam

Cek apakah momen maksimum pada kedalaman $(f + 3D/2)$ lebih kecil dari M_y . Jika $M_{\max} > M_y$ maka tiang termasuk tiang panjang. Untuk tiang panjang ($M_{\max} > M_y$) H_u dinyatakan oleh persamaan:

$$H_u = \frac{2M_y}{3D/2 + f/2} \quad (2.26)$$

Menurut Hardiyatmo (2010:65) Nilai C_u untuk tanah lempung jenuh adalah $0.5q_u$ (KN/m²) dan untuk pendekatan kasar (pada tanah pasir nilai C_u adalah $6N$ (KN/m²))

Untuk melihat bentuk tiang ujung jepit pada tanah kohesif baik tiang pendek, tiang sedang dan tiang panjang dapat dilihat pada Gambar 2.6.



(a) Tiang pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang panjang

Gambar 2.6 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif

Pada Gambar 2.3 akibat beban horizontal yang diterima oleh tiang dapat dilihat reaksi tanah dan diagram momen yang digunakan untuk menghitung daya dukung horizontal pada tanah.

2.5.8. Penurunan Tiang

Penurunan tiang dibedakan menjadi dua macam, yaitu penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang. Besar penurunan dipengaruhi oleh karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya (Pamungkas dan Harianti, 2013:73)

2.5.8.1. Penurunan Tiang Pancang Kelompok

Menurut Hardiyatmo (2010: 258) pada kondisi tertentu, kapasitas dukung ijin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil. Sebaliknya, bila beban per tiang sangat melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Menurut B. Mochtar (1985:177) penurunan (*settlement*) pada tanah disebabkan pembebanan dapat dibagi dua, yaitu:

- 1) Penurunan segera (*immediate settlement*), yang merupakan akibat deformasi elastis tanah kering, basah, dan jenuh air tanpa adanya perubahan kadar air.
- 2) Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*), yang merupakan hasil dari perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat keluarnya air yang menempati pori-pori tanah.

Jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c disebut penurunan tiang pada kelompok tiang (Pamungkas dan Harianti, 2013: 79).

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.28)$$

Dimana:

S = penurunan total

Si = penurunan segera (*immediate settlement*)

Sc = Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*)

2.5.8.2. Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan disebut penurunan segera. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut (Pamungkas dan Harianti, 2013: 80).

$$S = \mu_i \mu_o \frac{qB}{E_u} \quad (2.29)$$

Dimana:

Si = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi (P_u/A)

B = lebar kelompok tiang

Eu = modulus diformasi pada kondisi undrained

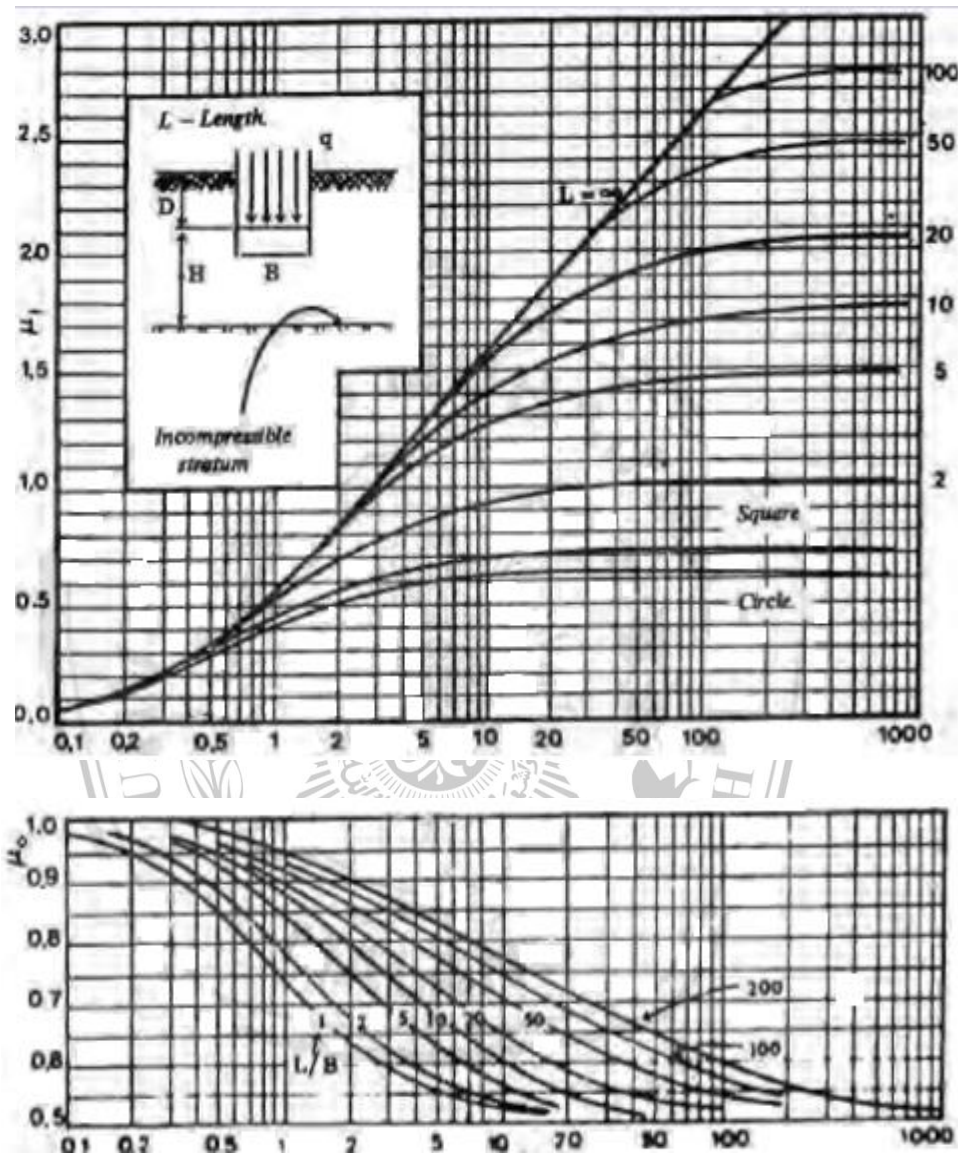
μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi Df

Harga modulus deformasi Eu diperoleh dari kurva tegangan regangan (*stress strain curve*) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekan pada tanah kondisi undrained. Biasanya lebih dapat diandalkan untuk mendapatkan harga Eu dari *plate bearing test* di dalam lubang bor atau *trial pits*. Cara lain untuk mendapatkan nilai Eu adalah menggunakan hubungan antara Eu dengan kekuatan geser undrained (*undrained shear strength*) Cu dari tanah liat.

$$Eu = 400 \cdot Cu \quad (2.23)$$

Untuk mendapatkan nilai μ_i dan μ_o dapat dihitung berdasarkan grafik yang ada pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7 Grafik hubungan μ_i , μ_0 , kedalaman pondasi (D_f) dan lebar pondasi (B). (Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli).

2.5.8.3. Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Penurunan konsolidasi dihitung dari hasil test *oedometer*. Kurva tekanan - angka pori (*pressure – voids ratio curve*) hasil dari test tersebut digunakan untuk menentukan koefisien pemampatan (Pamungkas dan Harianti, 2013: 80).

Koefisien pemampatan adalah :

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta p} \quad (2.31)$$

Dimana:

Δe = perubahan angka pori

e_0 = angka pori pada tekanan awal

Δp = tambahan tekanan akibat beban

Setelah dihitung harga m_v , yang mewakili setiap lapisan tanah yang dibebani kelompok tiang, maka *settlement oedometer* (S_{oed}) ditengah zone kena beban dapat dihitung dengan persamaan (Pamungkas dan Harianti, 2013: 81):

$$S_{oed} = \mu_d \times \sigma_z \times m_v \times H \quad (2.32)$$

Dimana:

S_{oed} = *settlement oedemeter*

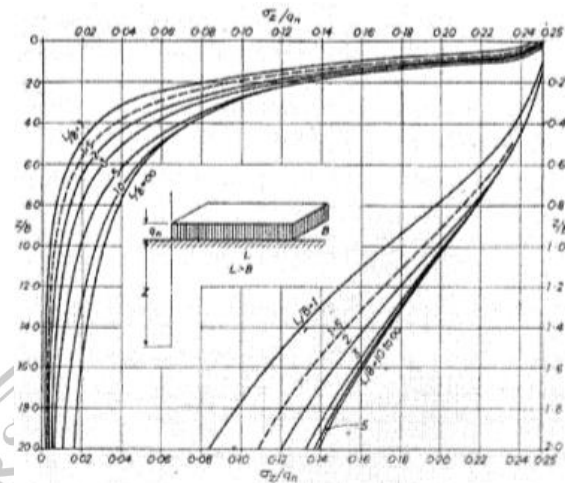
μ_d = factor kedalaman

m_v = koefisien kemampatan

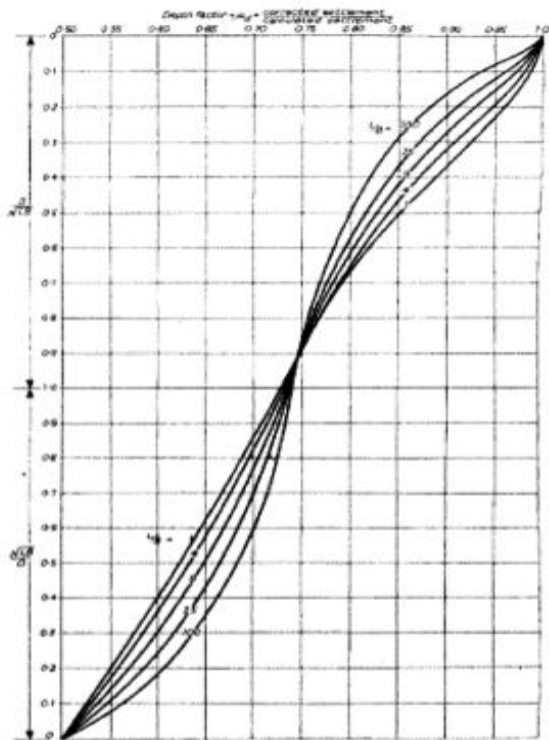
σ_z = tekanan vertical efektif rata-rata pada lapisan pendukung yang diakibatkan oleh tekanan pondasi netto (q_n) pada dasar pondasi ekuivalen dengan nilai $z = H/2$

H = ketebalan lapisan tanah pendukung

Untuk mencari nilai faktor kedalaman (μ_d) dan tekanan efektif rata-rata (σ_z) dapat dihitung berdasarkan grafik yang ada pada Gambar 2.8 dan grafik yang ada pada Gambar 2.9.



Gambar 2.8 Distribusi tegangan dibawah pondasi bujur sangkar



Gambar 2.9 Faktor kedalaman untuk perhitungan settlement oedometer

Pada Gambar 2.9 *Settlement oedometer* perlu dikoreksi dengan factor geologi μ_g untuk memperoleh consolidation settlement lapangan (Pamungkas dan Harianti, 2013: 83).

Harga *consolidation settlement* menjadi :

$$S_c = \mu_g \times S_{oed} \quad (2.33)$$

dimana :

S_c = penurunan konsolidasi

μ_g = factor geologi (Tabel 2.9)

Total penurunan yang terjadi :

$$S = S_i + S_c$$

Untuk mencari nilai harga faktor geologi (μ_g) dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Faktor Geologi μ_g (MJ. Thomlinson, 1977)

Tipe tanah liat	Harga μ_g
Sangat sensitif (endapan lunak)	1,0 - 1,2
Konsolidasi normal	0,7 - 1,0
Konsolidasi berlebihan	0,5 - 0,7
<i>Heavily over consolidation</i>	0,2 - 0,5

(Pamungkas dan Harianti, 2013:39)

Nilai harga faktor geologi (μ_g) ditentukan berdasar tipe tanah liat, tergantung tipe tanah liat sangat sensitive, konsolidasi normal, berlebih atau *Heavily over consolidation*.

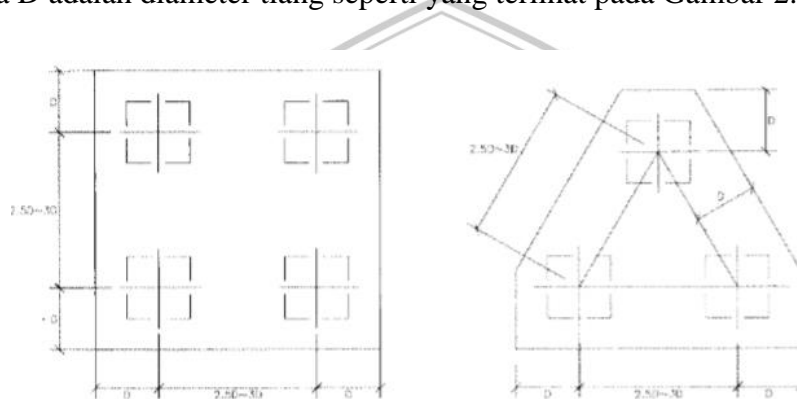
2.6. Perencanaan Pile Cap

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. Pile cap biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan pile cap dilakukan anggapan sebagai berikut (Pamungkas dan Harianti, 2013: 87).

1. Pile cap sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada pile cap. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pile cap ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.

2.6.1. Dimensi Pile Cap

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013: 87) jarak tiang mempengaruhi ukuran pile cap. Jarak tiang pada kelompok tiang biasanya diambil $2,5D \sim 3 D$, dimana D adalah diameter tiang seperti yang terlihat pada Gambar 2.10.



Gambar 2.10 Jarak tiang

Adapun ketentuan ukuran pilecap pada Gambar 2.10 berdasar SNI-03-2847-2002 adalah sebagai berikut:

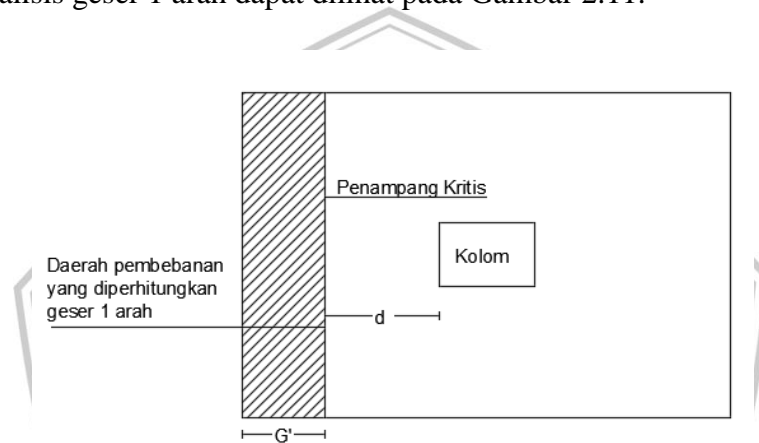
- Pasal 17.7: Ketebalan pondasi telapak diatas lapisan tulangan bawah tidak boleh kurang dari 300 mm untuk pondasi telapak diatas pancang.
- Pasal 9.7: Tebal selimut beton minimum untuk beton yang dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah adalah 75 mm. Kontrol geser
- Pasal 13.12: Kuat geser pondasi telapak di sekitar kolom, beban terpusat atau daerah reaksi ditentukan oleh kondisi terberat dari dua hal berikut:
 - 1) Aksi balok satu arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau menjangkau sepanjang bidang yang memotong seluruh lebar pondasi telapak.

- 2) Aksi dua arah dimana masing-masing penampang kritis yang akan ditinjau harus ditempatkan sedemikian hingga perimeter penampang adalah minimum.

Perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah untuk pile cap sama dengan perhitungan gaya geser 1 arah dan 2 arah pada pondasi telapak (Pamungkas dan Harianti, 2013: 88)

Perhitungan gaya geser 1 arah (Pamungkas dan Harianti, 2013: 90)

Analisis geser 1 arah dapat dilihat pada Gambar 2.11.



Gambar 2.11 Analisis geser 1 arah

Berdasar Gambar 2.8 dapat dihitung gaya geser terfaktor yang bekerja pada penampang kritis dihitung menggunakan rumus:

$$V_u = \sigma \cdot L \cdot G' \quad (2.34)$$

Dimana:

V_u = Gaya geser

σ = Tegangan tanah yang terjadi

L = Panjang pondasi

G' = Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser satu arah
 $= L - (L/2 + \text{lebar kolom}/2 + d)$

Kuat geser beton dengan rumus:

$$\phi v_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c' b d} \quad (2.35)$$

Dimana:

b = Panjang pondasi

d = Tebal efektif pondasi

= h- setimut beton

h = Tebal pondasi

V_c = Gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

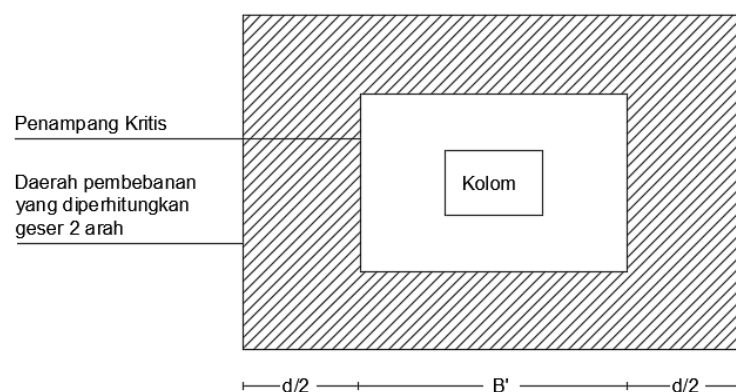
$f'c'$ = Kuat tekan beton yang disyaratkan

V_u = Gaya geser 1 arah Yang terjadi

Dengan kontrol $\phi v_c > V_u$

Perhitungan gaya geser 2 arah (Pamungkas dan Harianti, 2013: 91)

Analisis geser 1 arah dapat dilihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Analisis geser 2 arah

Berdasar Gambar 2.9 dapat dihitung:

Lebar penampang kritis

$$(B') = \text{lebar kolom} + 2(1/2)d \quad (2.36)$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$V_u = \sigma \cdot (L^2 \cdot B'^2) \quad (2.37)$$

Kuat geser beton dengan V_c dipilih nilai terkecil

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'c' b_0 d}}{6} \quad (2.38)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'c' b_0 d} \quad (2.39)$$

$$V_c = \left(2 + \frac{a_s d}{b_0}\right) \frac{\sqrt{f'c' b_0 d}}{12} \quad a_s = 40 \text{ untuk kolom dalam} \quad (2.40)$$

$a_s = 30$ untuk kolom tepi

$a_s = 20$ untuk kolom sudut

$$\beta_c = \frac{a_k}{b_k}$$

$$b_0 = 4B'$$

Dimana:

V_u = Gaya geser 2 arah yang terjadi

b_k = panjang kolom

a_k = lebar kolom

d = tinggi efektif pondasi

h = tebal pondasi

b_0 = keliling penampang kritis pondasi telapak

a_s = konstanta perhitungan untuk pondasi telapak

Dengan kontrol $\phi V_c > V_u$ (kuat geser beton harus lebih besar dari gaya geser yang bekerja pada penampang kritis).

2.6.2. Perhitungan Tulangan Pile cap

Menurut Pamungkas dan Harianti (2013:94), Momen terfaktor maksimum untuk sebuah pondasi telapak setempat harus dihitung pada penampang kritis yang terletak di :

- 1) Muka kolom, Pedestal, atau dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung kolom, pedestal atau dinding beton.
- 2) Setengah dari jarak yang diukur dari bagian tengah ke tepi dinding, untuk pondasi telapak yang mendukung dinding pasangan
- 3) Setengah dari jarak yang diukur dari muka kolom ke tepi pelat alas baja, untuk pondasi yang mendukung pelat dasar baja. Beban aksial P_u yang bekerja dibebankan sama rata ke seluruh tiang.

Masing-masing tiang mendapatkan beban aksial sebesar P_u/n_p .

Menghitung lebar penampang kritis

$$B' = \text{lebar pilecap}/2 + \text{Lebar kolom}/2 \quad (2.41)$$

Menghitung berat pilecap pada penampang kritis q'

$$q' = 2400 \times L \quad (2.42)$$

yang mana 2 rumus diatas digunakan untuk menghitung momen terfaktor

$$M_u = 2(P_u/4)(s) - \frac{1}{2} q' B'^2 \quad (2.43)$$

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y (d - 1/2a)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (2.44)$$

Dengan kontrol $\phi M_n > M_u$

Penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan balok. Perencanaan penulangan *pile cap* mempunyai beberapa langkah sebagai berikut (Rusdianto, 2005).

Rencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K \text{ perlu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (2.46)$$

Dimana:

M_u = momen yang terjadi pada balok (kgm).

b = lebar balok (m).

h = tinggi balok (m).

d = tinggi efektif (m).

$$= h - 60 \text{ mm}$$

Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan,

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f_{c'}}} \quad (2.47)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_{c'}}{f_y} \quad (2.48)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_{c'}}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.49)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.50)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.51)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Dimana:

$f_{c'}$ = mutu beton (MPa).

f_y = mutu baja (Mpa).

$$\beta_1 = 0,85$$

Bila harga rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{\text{renc}} \quad (2.52)$$

Dimana :

A_s = luas tulangan (mm²).

Dengan hasil luas tulangan yang telah diketahui, maka dapat dilanjut dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung.

Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ($d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$)

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan} \quad (2.53)$$

2.7. Tulangan Pondasi Tiang Pancang

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan dua titik dan pengangkatan satu titik. Dalam penulangan pondasi tiang pancang diperlukan adanya kontrol terhadap kekuatan bahan tiang pancang yaitu (Sardjono, 1991: 32):

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = \bar{\sigma}_{\text{bahan}} \cdot A_{\text{tiang}} \quad (2.45)$$

Dimana:

\bar{P}_{tiang} = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg).

$\bar{\sigma}_{\text{bahan}}$ = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm²).

$$= 0,6 \times F_c'$$

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm²).

2.7.1. Pengangkatan Dua Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan dua titik dapat dilihat pada Gambar 2.9 (Sardjono, 1991: 47).

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.46)$$

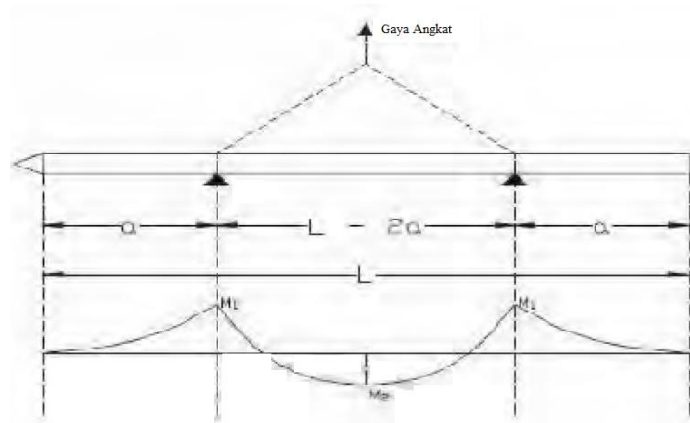
dengan : g = berat sendiri tiang pancang (kg/m)

$$M2 = 18 \cdot g (L-2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.47)$$

$$M1 = M2 \quad \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = 18 \cdot g \cdot (L-2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.48)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0 \quad (2.49)$$

Pengangkatan yang terjadi pada dua titik tiang pancang dapat dilihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Pengangkatan Tiang di Dua Titik

2.7.2. Pengangkatan Satu Titik

Penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan satu titik dapat dilihat pada Gambar 2.10 (Sardjono, 1991: 48).

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.50)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2}{L - a} \quad (2.51)$$

$$= \frac{g(L - a)}{2} - \frac{g \cdot a^2}{2(L - a)} \quad (2.52)$$

$$= \frac{gL^2 - 2 \cdot a \cdot gL}{2(L - a)} \quad (2.53)$$

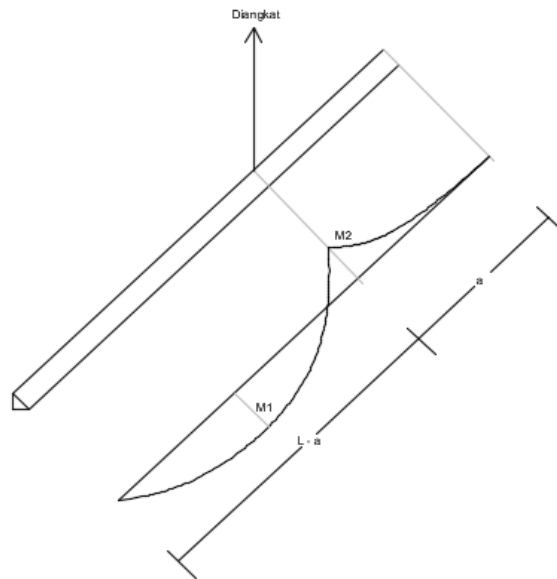
$$M_x = R_1 x - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad (2.54)$$

Syarat ekstrim:

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \quad (2.55)$$

$$R_1 - gx = 0 \quad (2.56)$$

Pengangkatan satu titik yang terjadi pada tiang pancang dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14 Pengangkatan Tiang di Satu Titik

Maka:

$$X = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.57)$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot g \left(\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right)^2 \quad (2.58)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.59)$$

$$M_1 = M_2 \dots \dots \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.60)$$

$$a = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \quad (2.61)$$

$$2a - 4aL + L^2 = 0 \quad (2.62)$$

Dalam hal ini, hasil momen dari kedua pengangkatan yang terbesar adalah keadaan yang paling menentukan. Penulangan pondasi selanjutnya memiliki cara yang sama persis dengan penulangan pondasi pilecap yang dianggap sebagai balok.

2.8. Perencanaan Sambungan Las Tiang Pancang

Menurut Setiawan (2008:141) pengelasan adalah suatu proses dimana dua bahan logam disambung dengan cara peleburan bahan atau memanaskan bahan sampai suhu yang sesuai baik itu ada tekanan atau tidak dan dengan atau tanpa bahan pengisi.

Las tumpul (Groove welds) adalah las yang dipakai untuk menyambung batang-batang sebidang, karena las ini menyalurkan secara penuh beban yang bekerja, maka las ini harus memiliki kekuatan yang sama dengan bahan yang disambungnya.

Las tumpul dibagi menjadi las tumpul dengan penetrasi penuh dan las tumpul dengan penetrasi sebagian. Kuat las tumpul penetrasi penuh ditetapkan sebagai berikut:

- a. Bila sambungan dibebani dengan gaya tarik/tekan terhadap luas efektif, maka dihitung dengan rumus:

$$\phi R_{nw} = 0.9 \times t_e \times 0.6f_y$$

$$\phi R_{nw} = 0.9 \times t_e \times 0.6f_{yw}$$
- b. Bila sambungan dibebani dengan gaya geser terhadap luas efektif, maka dihitung dengan rumus:

$$\phi R_{nw} = 0.9 \times t_e \times (0.6f_y)$$

$$\phi R_{nw} = 0.9 \times t_e \times (0.6f_{yw})$$

